

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 23. Februar 1940

Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

Die Aufschweißbiegeprobe und ihre Eignung zur Prüfung von Baustählen.

Von Dr.-Ing. habil. Roland Wasmuth, Dortmund.

Im Jahre 1937 wurde von O. Kommerell¹⁾ und von G. Bierett²⁾ zur Prüfung der Schweißempfindlichkeit von Baustählen eine Probe vorgeschlagen, die inzwischen unter der Bezeichnung Schweißraupenbiegeprobe oder Aufschweißbiegeversuch immer weiteren Eingang in die Praxis gefunden hat. Der Versuch wird derart durchgeführt, daß auf das zu untersuchende Probestück eine Schweißraupe in eine eingearbeitete Nut längs aufgetragen wird. Die Probe wird auf der Biegemaschine so gebogen, daß die Schweißnaht in der Zugfaser liegt. Der erreichte Biege- winkel und die Art des Bruches wird dann als Maßstab für das Verhalten des Werkstoffes und der Schweißausführung gewertet. Die Einzelheiten der Versuchsausführung und die Abmessungen der Probe wurden inzwischen weitgehend vereinheitlicht³⁾, so daß heute die an den verschiedensten Forschungsstätten erzielten Ergebnisse und Erfahrungen miteinander verglichen werden können. Die Art der Versuchsausführung und die Proben- abmessungen zeigt

Abb. 1.

Besondere Bedeutung erlangte die Probe, als nach den Schadensfällen an der Brücke des Bahnhofes Berlin-Zoologischer Garten und an der Rüdersdorfer Brücke umfangreiche Arbeiten vorgenommen werden mußten, um das Versagen des Baustahles in diesen Brückenträgern zu erklären, und als Mittel und Wege gesucht werden mußten, um ähnliche

Schäden in Zukunft mit Sicherheit zu vermeiden. Bei der ersten Anwendung der Probe stellte es sich heraus, daß die Probe bei verschiedenen Werkstoffen sehr verschieden ansprechen konnte. In einzelnen Fällen schlug sie nach Biege- werten von nur wenigen Grad mit verformungslosem Bruch durch. In anderen Fällen ließen sich große Biege- werte von mehr als 100° erreichen, wobei nur geringfügige Anrisse in der Nähe der Schweißnaht beobachtet wurden. Es galt nun zunächst festzustellen, woher dieses unterschiedliche Verhalten der Proben herrührte, und insbesondere mußte geklärt werden, ob dieses verschiedene Verhalten auch einen Unterschied in der Güte des Stahles und der Schweißausführung anzeigte und ob es in irgendeinem Zusammenhang mit den Schadensfällen zu bringen sei. Wenn der Probe eine Bedeutung zugesprochen werden soll, so müssen von ihr folgende Anforderungen erfüllt werden:

1. Kennzeichnung maßgebender Eigenschaften von Werkstoff und Schweißausführung,
2. Zusammenhang mit den Verhältnissen der Praxis,
3. Wiederholbarkeit,
4. einfache Durchführung mit Laboratoriumsmitteln.

Zahlentafel 1.

Einfluß der Proben- dicke nach Bierett²⁾.

Proben- dicke	Biege- winkel	Dehnung
25 mm	40°	27%
70 mm	12,5°	7%

Zahlentafel 2.

Einfluß der Proben- dicke nach Schönrock⁸⁾.

Proben- dicke	Biege- winkel bei dem ersten Anriß
13 mm	51°
25 "	31°
45 "	5°

¹⁾ Bautechn. 1937, S. 152; s. a. St. u. E. 1937, S. 421.

²⁾ Elektroschweißung 1937, S. 148; s. a. St. u. E. 1937, S. 421.

³⁾ Sitzung des Materialprüfungsamts in Berlin am 10. Juni 1938 (Kühnel-Ausschuß).

Es gelang sehr bald, an verschiedenen Forschungsstätten mit Hilfe der Schweißraupenbiegeprobe nennenswerte Erkenntnisse zu sammeln. So konnte von Bierett⁴⁾ bereits 1937 der Nachweis geführt werden, daß mit steigender Querschnittsdicke die erreichten Biege- winkel geringer und daß die Neigung zu verformungslosem Bruch größer wurde (siehe Zahlentafel 1).

Diese Ergebnisse wurden in der Folge von anderen Forschern, so von E. H. Schulz⁵⁾, K. Schönrock⁶⁾ (s. Zahlentafel 2), W. Grosse⁷⁾ u. a., bestätigt.

Außerdem konnte gleichzeitig von E. H. Schulz⁵⁾, von G. Bierett und W. Stein⁷⁾ und auch von K. Schönrock⁸⁾ festgestellt werden, daß die Verhältnisse mit fallender Breite der Probe günstiger werden. Bei Verschmälerung der Probe oder Lage der Schweißraupen an Kanten werden bessere Biege- werte erreicht. Aus diesem Grunde wurde eine Mindestbreite der Probe von 200 mm vorgeschrieben, wobei die Schweiß- raupe in der Mitte der Probe liegen muß.

Der durch die Probe erbrachte Nachweis des Einflusses von Werk- stoffdicke und -breite deckt sich durchaus mit den Erfahrungen der Praxis. Bei dünnen Querschnitten sind bekanntlich Schäden wegen der Schweißempfindlichkeit des Werkstoffes nicht bekanntgeworden. Alle bedeutenderen Schadensfälle in geschweißten Bauwerken sind nur bei der Verwendung von Gurtplatten großer Dicke und Breite entstanden.

Es gelang nun sehr bald, mit Hilfe der Probe weitere Gesetzmäßig- keiten festzustellen. So konnte Schönrock⁸⁾ den Nachweis führen, daß ein Anwärmen des Stahles vor dem Schweißen wesentlich günstigere Be- dingungen für den geschweißten Überbau mit sich bringt. Er zeigte, daß Biegeproben aus normalem St 52, bei Raumtemperatur geschweißt, fast sämtlich bei geringem Biege- winkel plötzlich und ohne Verformung zu Bruch gingen. Wurden die Proben auf 200 bis 300° vorgewärmt und in diesem Zustande geschweißt, so wurden in allen Fällen sehr gute Biege- winkel erreicht. Die Ergebnisse, die Schönrock an je sechs kalt- geschweißten und je sechs warmgeschweißten Proben erzielte, sind in Abb. 2 und Zahlentafel 3 dargestellt.

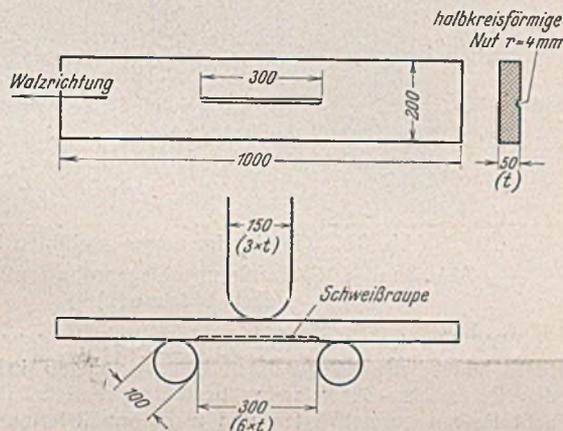
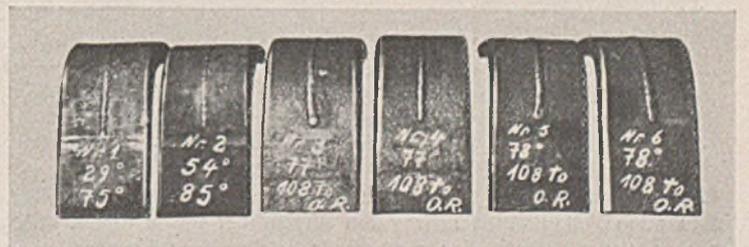
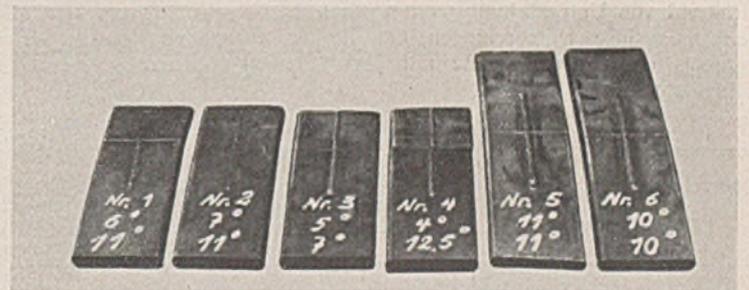


Abb. 1. Biegeprobe mit aufgeschweißter Längsraupe (nach Kommerell).

Abb. 2. Einfluß des Vorwärmens auf den Biege- winkel (nach Schönrock⁸⁾).

Hieraus geht hervor, daß bei diesem Versuch die sechs kalt- geschweißten Proben mit verformungslosem Bruch plötzlich brachen, während die sechs warmgeschweißten Proben ausgezeichnete Biege- winkel

⁴⁾ St. u. E. 1937, S. 421.

⁵⁾ Unveröffentlichter Forschungsbericht, Kohle u. Eisenforschung 1937.

⁶⁾ Stahibau 1938, S. 53.

⁷⁾ St. u. E. 1938, S. 427.

⁸⁾ Vgl. Schaper, Bautechn. 1938, S. 649.

erreichten, ohne verformungslos zu Bruch zu gehen. Untersuchungen des Forschungsinstitutes der Vereinigten Stahlwerke bestätigten diese Ergebnisse ebenfalls. Die Probe hat also hier auch eine deutliche Gesetzmäßigkeit aufgedeckt, die durchaus im Einklang mit den Erfahrungen der Praxis steht. Schon seit langem werden von einigen Brückenbauanstalten solche Teile, die bei der Schweißung besonders empfindlich sind, in vorgewärmtem

Zahlentafel 3.

Nr. der Probe	Biegewinkel bei dem ersten Anriß	End-Biegewinkel
Zustand der Probe kaltgeschweißt:		
1	6°	11°
2	7°	11°
3	5°	7°
4	4°	12,5°
5	11°	11°
6	10°	10°
Bei 300° geschweißt:		
1	29°	75°
2	54°	85°
3	77°	} 108 t Belastung ohne Riß
4	77°	
5	78°	
6	78°	

Zustande geschweißt. Es ist in solchen Fällen stets gelungen, Schwierigkeiten, die bei der Kaltschweißung aufgetreten waren, zu vermeiden.

Es stellt eine weitgeübte Praxis dar, geschweißte Bauglieder nach dem Schweißen spannungsfrei zu glühen. Leider konnte hiervon der Brückenbau bisher aus technischen Gründen nicht nennenswerten Gebrauch machen. Die Erhöhung der plastischen Verformbarkeit, die die geschweißten Stücke durch spannungsfreies Glühen erfahren, konnte nun wieder sehr schön mit Hilfe der Schweißraupenbiegeprobe anschaulich gemacht werden. G. Bierett⁹⁾ konnte nämlich feststellen, daß die Schweißraupenbiegeprobe dann wesentlich günstigere Biegewinkel ergab, wenn man die Probe nach dem Schweißen zwischen 550 bis 650° spannungsfrei glühte. Während die unbehandelten Proben die bekannten geringen Biegewinkel und verformungslosen Brüche aufwiesen, konnten durch spannungsfreies Glühen Biegewinkel von über 90° erreicht werden. Auch hier hat also die Probe die Verbesserung, die geschweißte Bauteile durch spannungsfreies Glühen erfahren, einwandfrei gezeigt. Auf die Bedeutung dieser Tatsache ist auch von K. Albers¹⁰⁾ und K. Klöppel¹¹⁾ hingewiesen worden.

Schließlich konnte R. Wasmuth¹²⁾ nachweisen, daß durch Normalglühen (Erhitzen auf etwa 850° und langsames Abkühlen) des Werkstoffes vor dem Schweißen eine erhebliche Verbesserung des Biegewinkels und des Bruchaussehens der Probe erreicht werden kann. Voraussetzung für das sichere Eintreten des Erfolges ist dabei die Verwendung eines Stahles, der bereits bei seiner Erzeugung im Stahlwerk einer besonders sorgfältigen, d. h. feinkörnigen Erschmelzung unterzogen wurde. Bei Verwendung eines derartigen Stahles konnte in allen Fällen auch bei einer Großzahl von Untersuchungswerten das früher beschriebene, gefürchtete verformungslose Durchschlagen der Proben vermieden werden. Das Ergebnis einer Versuchsreihe mit jeweils neun gleichen Proben zeigt Zahlentafel 4.

Zahlentafel 4.

Querschnittsdicke mm	Schmelzverfahren	Zustand des Werkstoffes	Zahl der Proben	Verhalten der Proben	
				gebrochen	nicht gebrochen
40	übliches	{ Walzzust.	9	9	—
		{ normalgegl.	9	9	—
	Feinkorn	{ Walzzust.	9	6	3
		{ normalgegl.	9	—	9
50	übliches	{ Walzzust.	9	9	—
		{ normalgegl.	9	9	—
	Feinkorn	{ Walzzust.	9	9	—
		{ normalgegl.	9	—	9

Hieraus geht hervor, daß der normalgeglühte, feinkörnig erschmolzene St 52 in allen Fällen einen sehr guten Ausfall der Probe ergibt, indem diese sich nur verformt, aber nicht mehr bricht. Den Unterschied im Bruchaussehen von nicht normalisierten und normalisierten Proben zeigt Abb. 3. Es ist deutlich ersichtlich, daß der normalisierte Stahl auch unter dem Einfluß von mehrachsigen Spannungen, wie sie in der Probe zweifellos bestehen, ein Höchstmaß an Verformungsfähigkeit behält. Durch Normal-

glühen des Werkstoffes vor dem Schweißen konnte also dieselbe Verbesserung der Probe erzielt werden, wie sie z. B. Schönrock⁸⁾ in dem früher angeführten Beispiel durch Vorwärmen des Werkstoffes auf etwa 300° erreichte.

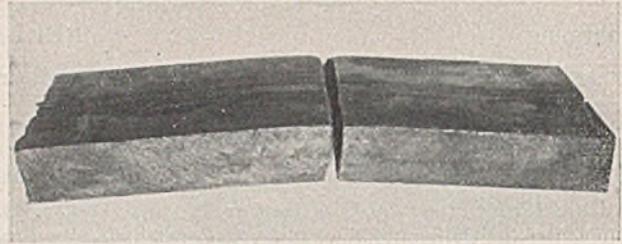


Abb. 3a. Geprüft im Walzzustand.



Abb. 3b. Geprüft im normalgeglühten Zustand.

Abb. 3a u. b. Schweißraupenbiegeprobe St 52, 50 mm dick (nach Wasmuth¹²⁾).

Die Überlegenheit von normalisiertem, feinkörnig erschmolzenem Stahl konnte neuerdings durch Untersuchungen in der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamtes bestätigt werden. Dort wurden jeweils acht Proben normalisierten und nichtnormalisierten Stahles miteinander verglichen. Um die Wiederholbarkeit der Ergebnisse zu prüfen, wurde die gleiche Probenzahl einmal in Dortmund beim Dortmund-Hoerder Hüttenverein und das andere Mal bei der Schweißtechnischen Versuchsabteilung des Reichsbahn-Ausbesserungswerkes in Wittenberge geschweißt. Sie wurden dann einmal in Dortmund, das andere Mal in der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamtes gebogen. Bei beiden

Zahlentafel 5.

Union-Baustahl St 52, neues Erschmelzungsverfahren, Querschnittsdicke 55 mm.

Schweißort:	Dortmund, Dortmund-Hoerder Hüttenverein	Dortmund, Dortmund-Hoerder Hüttenverein	Wittenberge (Elbe), Reichsbahn-ausbesserungswerkstätten
	Biegeort:	dsgl.	Berlin, Reichsbahn-Zentralamt
Gesamt-biege-winkel in Grad	Werkstoff im Zustande der Anlieferung; sämtliche Proben gebrochen.		
	5	8	20
	3	12	12
	3	8	19
	6	11	18
	10	6	12
	7	12	20
	10	10	12
	10	10	15
	Werkstoff normalisiert; keine Probe gebrochen.		
	100	95	97
	104	90	92
	102	90	101
	102	90	101
100	90	103	
101	90	101	
101	90	103	
105	90	98	

⁸⁾ Vortrag, gehalten auf der Sondertagung für Schweißtechnik, Hannover, 11. November 1938; s. a. Elektroschweißung 1937, S. 148, ebenda 1938, S. 81 u. 121.

¹⁰⁾ Schweißtechnische Rundschau 1939, S. 531.

¹¹⁾ Stahlbau 1938, S. 105.

¹²⁾ St. u. E. 1939, S. 209; Bautechn. 1939, S. 85.

Prüfanstalten ergab die Prüfung der Probensätze ein übereinstimmendes Ergebnis, das eine klare Gesetzmäßigkeit erkennen ließ. Die Prüfungsergebnisse sind in der Zahlentafel 5 gegenübergestellt. Abb. 4 zeigt ein Bild der im Reichsbahn-Zentralamt in Berlin geprüften Schweißraupenbiegeproben. Die in Dortmund geprüften Proben zeigten das gleiche Bild.

In jedem Falle zeigten die normalisierten Proben sehr hohe Biegewinkel, ohne daß es zu einem Bruch der Proben gekommen wäre. Die Anrisse, die von der Schweißnaht ausgingen, zeigten einen zähen Verlauf, der sich nicht sehr weit in den Werkstoff hinein fortsetzte. Es ist deutlich zu ersehen, daß der Werkstoff in der Lage ist, den Anriß aufzufangen und durch plastische Verformung abzubauen. Die nicht-normalisierten Proben waren hierzu nicht in der Lage und sind in allen Fällen verformungslos gebrochen. Es muß hierzu bemerkt werden, daß die Proben nicht 50 mm, sondern 55 mm dick waren, wodurch die Prüfung unter erschwerten Bedingungen verlief. Bei dieser Untersuchung, an der verschiedene Forschungsanstalten beteiligt waren, hat sich also wiederum mit Hilfe der Probe eine Gesetzmäßigkeit herauschälen lassen, nämlich die, daß normalisierter, feinkörnig erschmolzener Stahl besser in der Lage ist, Schweißspannungen zu ertragen, Anrisse aufzufangen und plastisch abzubauen als ein nichtnormalisierter Werkstoff.

Die oben angeführten Beispiele zeigen, daß es möglich war, mit der Probe gewisse Gesetzmäßigkeiten klar zu erkennen. Diese Gesetzmäßigkeiten wären mit Hilfe anderer Untersuchungsverfahren, also etwa mit Hilfe des Zerreiß- oder Kerbschlagversuches, nicht ebenso klar nachweisbar gewesen. Sie wurden aber durch den Aufschweißbiegeversuch sicher belegt und befinden sich durchaus in Übereinstimmung mit den Erfahrungen der Praxis. Durch den Versuch mußte es also umgekehrt möglich sein, die Arbeitsverfahren der Praxis nachzuprüfen.

Von besonderer Wichtigkeit war es, die Werkstoffe der Brücken, die zu Schadensfällen Anlaß gegeben hatten, mit der Schweißraupenbiegeprobe auf ihre Schweißempfindlichkeit hin zu untersuchen. Zunächst standen für diese Untersuchungen Proben aus der Brücke am Bahnhof Zoologischer Garten zur Verfügung. Aus ausgebauten Gurtplatten der Brücke wurden von verschiedenen Forschungsanstalten Schweißraupenbiegeproben ausgeführt. Bei solchen Untersuchungen des Staatl. Materialprüfungsamts in Berlin-Dahlem, über die Kommerell¹³⁾ berichtet, wurde festgestellt, daß die aus der Gurtplatte entnommenen 50 mm dicken Schweißraupenbiegeproben schon bei einem Biegewinkel von 18° brachen, und zwar schlagartig und ohne plastische Verformung. Ohne aufgelegte Schweißraupe hatte sich der Werkstoff einwandfrei bis 180° ohne Anriß falten lassen. Dasselbe Ergebnis konnte E. H. Schulz¹⁴⁾ feststellen, der denselben Werkstoff untersuchte und dabei Biegewinkel von 9 und 10° und schlagartigen, verformungslosen Bruch feststellen mußte. Auch von dem Verfasser durchgeführte Proben zeigten das gleiche Ergebnis bei einem Biegewinkel von 12°. Soweit dem Verfasser bekannt ist, wurden ähnliche Ergebnisse auch von der Materialprüfungsanstalt des Reichsbahn-Zentralamtes erzielt. Kein Mittel wäre mehr geeignet, die Bedeutung der Probe in ein schärferes Licht zu rücken, als die Tatsache, daß der Werkstoff aus einer im Betriebe sich schlecht verhaltenden Brücke sich auch bei der Schweißraupenbiegeprobe als schlecht erwiesen hätte. Leider war es bisher nicht möglich, aus der Rüdersdorfer Brücke breite Schweißraupenbiegeproben zu entnehmen. Es konnte seinerzeit nur eine 25 mm breite und 30 mm dicke Probe quer durch die Schweißnaht herausgeschnitten werden¹³⁾. Diese Probe kann jedoch nicht mit der Schweißraupenbiegeprobe verglichen werden, da, wie eingangs erwähnt, geringe Probekreiten in allen Fällen gute Biegewinkel zeitigen. Trotz der geringen Breite ist aber diese Probe nach einem Anriß bei 55° bei 89° durchgebrochen. Endgültige Aufklärung über diesen Stahl dürfte erst die Ausführung von Schweißraupenbiegeproben in 200 mm Breite bringen.

Ein einwandfreies Prüfverfahren muß selbstverständlich wiederholbare Ergebnisse bringen. Aus den vorher geschilderten Versuchsergebnissen läßt sich nun ableiten, daß die Probe in dieser Richtung den Anforderungen genügt. Jedenfalls sind die bisher mit Hilfe der Probe festgestellten Gesetzmäßigkeiten

inzwischen von verschiedenen Forschungsstellen bestätigt worden, wie im vorstehenden ausgeführt werden konnte. Dies trifft zu für die Feststellung der Gesetzmäßigkeit hinsichtlich der Querschnittsabhängigkeit, des Einflusses des Vorwärmens, des Einflusses des spannungsfreien Glühens und des Einflusses einer normalisierenden Glühbehandlung bei feinkörnig erschmolzenem Stahl. Auch die Untersuchungen an dem Stahl der Brücke am Bahnhof Zoologischer Garten haben bei jeder Prüfstelle das gleiche Ergebnis gebracht. Wenn es also möglich ist, gewisse Gesetzmäßigkeiten im Verhalten eines Baustoffs mit Hilfe einer Probe immer wieder festzustellen, so dürfte die Probe ihren Eignungsnachweis erbracht haben.

Die Durchführung der Probe ist laboratoriumsmäßig möglich. Ein Nachteil bleibt allerdings, daß sie verhältnismäßig teuer und umständlich ist. Da es aber bisher mit keiner anderen Probe gelungen ist, ähnliche Gesetzmäßigkeiten zu ermitteln, so muß sie zunächst so angewendet werden, wie sie jetzt zur Verfügung steht. Die Hauptsache bleibt, daß eine Auswahl des Werkstoffes mit Hilfe dieser Probe möglich ist.

Dementsprechend hat sich die Reichsbahn neuerdings entschlossen, diese Probe für die Abnahme von St 52 einzuführen¹⁵⁾. Hierbei werden folgende Forderungen aufgestellt:

Die einleitend beschriebene Schweißraupenbiegeprobe darf nicht durchschlagen, sondern muß bei großen Biege winkeln einen zähen Verformungsbruch aufweisen. Weiterhin wird die Forderung aufgestellt, daß alle Walzerzeugnisse aus St 52 über 30 mm Dicke normalgeglüht geliefert werden müssen. Alle Werke, die zukünftig St 52 für die Reichsbahn liefern, haben sich einer besonderen Zulassungsprüfung bei dem Reichsbahn-Zentralamt zu unterziehen.

Nach Einführung der Schweißraupenbiegeprobe in die Abnahme haben sich nun einige Meinungsverschiedenheiten ergeben. So wird zuweilen darauf hingewiesen, daß der Biegeversuch zur Sicherheitsfrage des geschweißten Bauwerks in keiner Beziehung stehe, da die Biegewinkel, bei denen erste Anrisse auftreten, weit über das hinausgehen, was in Bauwerken zulässig ist. Die Biegeprobe soll aber, wie Klöppel¹¹⁾ ausführt, nicht als Festigkeitsprobe dienen, sondern sie soll eine Verformungsprobe darstellen, die dazu dienen soll, die plastische Verformbarkeit des Werkstoffes unter Kerbspannung zu ermitteln.

Weiterhin führt Houdremont¹⁶⁾ den Nachweis, daß die Schlackenzellen und Lunkerreste einen günstigen Ausfall bei der Schweißraupen-

¹⁵⁾ Schaper, Bautechn. 1940, S. 3.

¹⁶⁾ St. u. E. 1939, S. 1241.

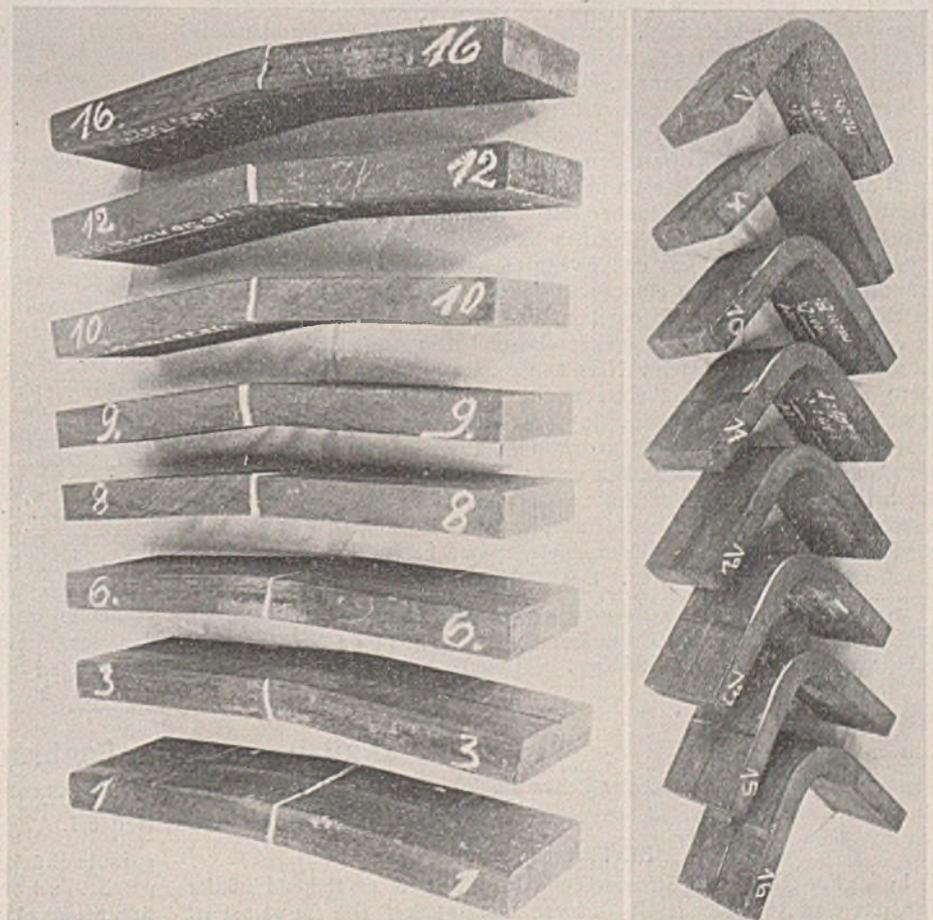


Abb. 4. Schweißraupenbiegeprobe St 52, 55 mm dick. Prüfort: Reichsbahn-Zentralamt, Berlin.

¹³⁾ Bautechn. 1939, S. 218.

¹⁴⁾ Nicht veröffentlichter Sonderbericht, Kohle u. Eisenforschung 1939.

biegeprobe hervorrufen. Er glaubt, aus diesen Gründen vor einer Anwendung dieser Probe warnen zu müssen. Als Beweis für diese Auffassung führt er das Bruchbild von Proben an, deren Bruchaussehen in Abb. 5a dargestellt ist. Durch die Schlackenzellen wird ein faseriger Bruch, der ein sehniges Bruchaussehen vortäuscht, erzielt. Der verformungslose Anbruch ist jedoch in den meisten Fällen deutlich wahrnehmbar. Da durch die Schlackenzellen eine Schichtung der Probe hervorgerufen wird, man also im Grunde mehrere dünne Proben prüft, ist es an sich verständlich, daß der Restbruch zäh vor sich geht, da wir ja aus früheren Erkenntnissen her wissen, daß dünnere Querschnitte zu hohen Biegewinkeln führen. Trotzdem darf ein derartiges Bruchaussehen, wie es von Houdremont als „gut“ bezeichnet wird, nicht als bedingungsgemäß bewertet werden. Es stellt sich heraus, daß die Frage des in den Abnahmebedingungen festgelegten Begriffes „zäher Verformungsbruch“ näher gekennzeichnet werden muß. Wenn man den von Houdremont angeführten Faserbruch mit verformungslosem Anriß als nicht bedingungsgemäß und „schlecht“ bezeichnet, so entfallen auch die Einwände, die man von dieser Seite her gegen die Probe machen könnte. Bei dem bedingungsgemäßen Bruch (Abb. 5b) darf unseres Erachtens ein verformungsloser Anbruch nicht zu beobachten sein. Die Anrisse, die von der Schweißnaht ausgehen, müssen derartig ausgebildet sein, daß sie einen zähen Bruch erkennen lassen, auch dürfen die Anrisse nicht bis zum Außenrand der Probe durchlaufen. Ein gutes Probenbild, wie es bei der Abnahme normalisierten Stahls stets erreicht wird, zeigt die gegenübergestellte Abb. 5b.

Des weiteren wird gegen die Probe eingewendet, daß sie unter Umständen stark streuende Ergebnisse mit sich bringe. Dies ist nur bedingt richtig. Wenn der Werkstoff ungleichmäßig ist, wie es durch die nicht zu vermeidenden Verschiedenheiten in der Walztemperatur oder in der Chargenführung immer vorkommen kann, so treten beim nichtnormalisierten Werkstoff allerdings Streuungen der Ergebnisse auf, d. h. je nach Gefügestand und Gießbedingungen entstehen einmal gute und einmal schlechte Biegewinkel, wenn man eine Mehrzahl von Proben derselben Charge untersucht. Deshalb verlangen Bierett und Stein⁷⁾ stets die Ausführung von wenigstens vier gleichen Proben. Diese Streuungen hören aber sofort auf, sobald man durch eine normalisierende Glühung dem Stahl gleichmäßige Güte verleiht. In solchem Falle streuen unter Voraussetzung einer einwandfreien feinkörnigen Erschmelzung des Stahles die Probenergebnisse bei Anwendung der Schweißraupenbiegeprobe nicht mehr, wie es vorher beschrieben und durch Abb. 4 dargestellt worden ist. Gerade die Tatsache, daß die Probe in manchen Fällen streuende Ergebnisse, in bestimmten Fällen aber eine völlige Gleichmäßigkeit zeigt, beweist, welche scharfe Werkstoffauslese mit Hilfe dieser Probe möglich ist.

Ferner wurde eingewendet, daß bei der Schweißraupenbiegeprobe die Biegung des Werkstoffes unter der Einwirkung feinsten Kerben vonstattengeht, die nicht an einer bestimmten Stelle in einer bestimmten Weise künstlich hergestellt wurden. Es hat sich aber gerade als ein Vorteil der Schweißraupenbiegeprobe herausgestellt, daß sie die Empfindlichkeit des Werkstoffes gegenüber feinsten Kerben feststellt. Der Kerb, der bei der Kerbschlagprobe künstlich hergestellt wird, hat sich als viel zu grob herausgestellt, als daß er die Gesetzmäßigkeit, die durch die Schweißraupenbiegeproben aufgedeckt wurde, hätte nachweisen können. Tatsächlich hat sich ja auch ergeben, daß ein Zusammenhang zwischen dem Ausfall der Schweißraupenbiegeprobe und dem Ausfall der normalen Kerbschlagprobe nicht besteht. Nach neueren Untersuchungen von Graf¹⁷⁾ nähern sich aber die Ergebnisse der Kerbschlagprobe den Ergebnissen der Schweißraupenbiegeprobe dann weitgehend, wenn man die Kerbschlagprobe statt mit dem üblichen Rundkerb mit einem äußerst feinen, schlitzförmigen Kerb versieht, der wenige Zehntelmillimeter weit ist. In diesem Falle zeigen die Werkstoffe, die eine schlechte Schweißraupenbiegeprobe ergeben hatten, schlechte „Sonderkerbzähigkeiten“, während bei gutem Ausfall der Schweißraupenbiegeprobe hohe „Sonderkerbzähigkeiten“ erzielt werden konnten. Das Ziel muß also sein, die Kerbe so

¹⁷⁾ Vortrag, gehalten vor der Sitzung des Deutschen Ausschusses für Stahlbau am 8. November 1939 in Berlin; s. a. Heft 11 der Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau.

fein wie möglich zu gestalten, um die Kerbempfindlichkeit des Werkstoffes einwandfrei nachweisen zu können. Es wird nun auf künstliche Weise nie möglich sein, ähnlich scharfe Kerben zu erzeugen, wie sie im Übergang der Schweißnaht in der Schweißraupenbiegeprobe entstehen. Die hierbei auftretenden feinen Anrisse kommen auf jeden Fall den Verhältnissen in der Praxis am nächsten. Bei den großen Ausmaßen der Probe ist es aber unerheblich, ob dieser erste Anriß an einer genau bestimmten Stelle oder an einer Reihe von vorher nicht genau bestimmten Stellen auftritt.

Abb. 5a. Faserbruch (s. Houdremont)¹⁵⁾,
Bewertung: schlecht.

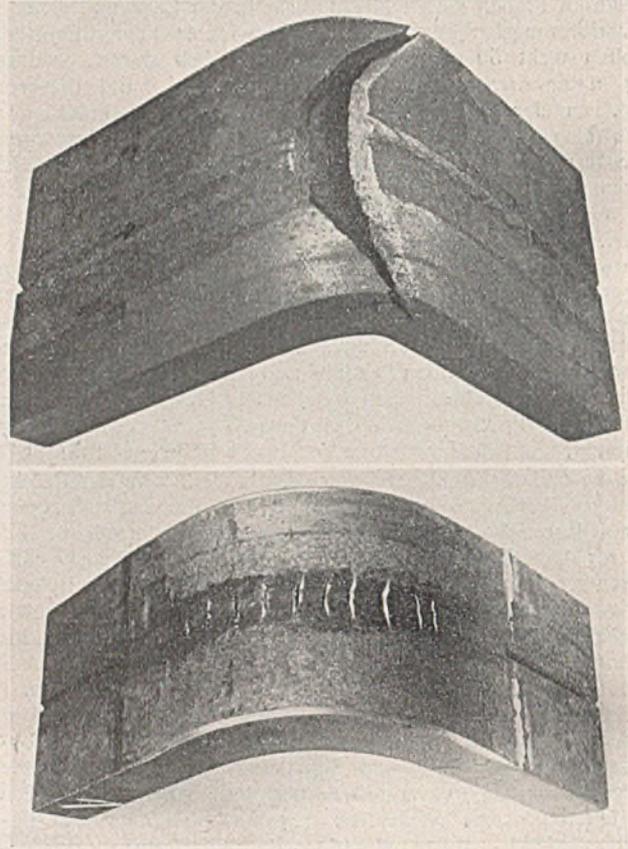


Abb. 5b. Zäher Verformungsbruch, Bewertung: gut.
Abb. 5a u. b. Schweißraupenbiegeprobe St 52, 55 m dick.

Ähnlich geartete kleine Fehler lassen sich nun beim Schweißen nicht immer mit Sicherheit vermeiden. Schon die Einbrandkerben stellen solche Schwächungspunkte dar. Wenn man aber hiervor die Augen nicht verschließen will, so ist es notwendig, den Werkstoff derartig zu entwickeln, daß er gegen solche unvorhersehbare kleine Fehler möglichst unempfindlich ist. Diese Unempfindlichkeit des Werkstoffes gegen Erstanrisse kann in hervorragender Weise durch die Schweißraupenbiegeprobe festgestellt werden. Sie gibt zweifelsohne ein Maß für die Verformungsfähigkeit des Werkstoffes unter dem Einfluß mehrachsiger Spannungszustände. Das Ziel, zu dem sie beitragen soll, ist die Schaffung eines Werkstoffes, der ein Höchstmaß an Verformungsfähigkeit unter Spannungen besitzt. Sie hat bereits heute weitgehend dazu beigetragen, diesem Ziel näherzukommen, und hat die Erkenntnis vermittelt und bewiesen, daß mit steigendem Querschnitt die Verhältnisse bei geschweißten Brücken schwieriger werden, daß ein Vorwärmen vor dem Schweißen und ein spannungsfreies Glühen nach dem Schweißen sich günstig auswirkt und daß feinkörnig erschmolzener und normalisierter Stahl gegen Kerbspannungen besonders unempfindlich ist.

Umbau einer Straßenbrücke.

Vom staatlichen Bauleiter Dr.-Ing. habil. Hermann Ertl, Dozent an einer Technischen Hochschule.

(Schluß aus Heft 6/7.)

III. Flutbrücke.

In der Fortsetzung der Strombrücke führt die Straße am linken Flußufer durch das eine Au bildende Überschwemmungsgebiet. Die Au selbst ist bei Hochwasser überflutet und von toten Flußarmen durchzogen, die bei gewöhnlichem Wasserstande nur wenig fließendes Wasser führen. Beim Zusammenmünden mehrerer solcher Arme stand eine rd. 60 m weit ge-

spannte Brücke, die als Flutbrücke anzusprechen war. Sie war ein Halbparabel-Fachwerkbogen mit untenliegender Fahrbahn, 5,5 m Fahrbahnbreite und einer Tragfähigkeit für Fahrzeuge von 6 t.

Ein Neubau dieser Brücke war daher aus den schon eingangs erwähnten Gründen unbedingt erforderlich. Der Auftrag dazu wurde Mitte Juni 1938 erteilt und als Fertigstellungszeitpunkt der 1. Oktober 1938 angeordnet.

Auf Grund der von der Bauleitung angestellten Erhebungen stand sie vor der Entscheidung zwischen folgenden zwei Möglichkeiten:

1. Die neue Brücke wird an der gleichen Stelle wie die alte erbaut.
 2. Die neue Brücke wird stromaufwärts der alten Brücke errichtet.
- Der Vorteil der unter 1. genannten Ausführung war vor allem der kleinere Arbeitsumfang, der mit Rücksicht auf die ungemein kurze zur Verfügung stehende Bauzeit und die unbedingte Notwendigkeit, den angeordneten Fertigstellungszeitpunkt einzuhalten, sehr verlockend war.

Gegenbogen) geplant. Diese Linie kam aber zu weit westlich und damit in tiefere Gräben. Sie ergab dadurch eine zu große Anschüttungsmenge. Als günstigste Lösung wurde die ausgeführte und im Plan eingezeichnete mit einem schwachen Gegenbogen in der südlichen Rampe gefunden.

Durch die Verlegung der Straße nach Westen war es notwendig, entweder zwei Brücken über die beiden Wasserarme auszuführen oder den einen Arm zuzuschütten und ein neues Gerinne zu schaffen. Die letztere Lösung wurde aus Gründen der Wirtschaftlichkeit gewählt.

Die Breite der Straße wurde mit 9 m geplant, an sie schließen auf beiden Seiten Radwege von je 1,75 m und an diese Gehwege von je 1,75 m Breite an, so daß die Gesamtbreite 16 m beträgt.

Für die Planung der Brücke war eine möglichst unauffällige Einschmiegung in das Landschaftsbild und eine Vergrößerung des Durchflußquerschnitts gegenüber der bestehenden Brücke wegen der schon erwähnten Abflußverhältnisse maßgebend.

Die Lichtweite des Durchflußquerschnitts der alten Brücke wurde von 58 m auf rd. 76 m bei der neuen erhöht. Die Gesamtspannweite der neuen Brücke beträgt 78,48 m, und zwar messen die beiden

Randöffnungen je 23,54 m, die Mittelöffnung 31,40 m (Abb. 13).

Die Unterkante der Überbauten wurde 0,20 m höher angeordnet als das im vergangenen Jahrhundert aufgetretene HHW vom Jahre 1899.

Als Tragwerk wurde eine Eisenbetonvollplatte mit oberliegender Fahrbahn gewählt (Abb. 14), die an beiden Enden auf Pendelquadern frei dreh- und längsverschiebbar gelagert ist (Abb. 13). Mit den beiden Stielen wurde sie biegesteif verbunden und zur Aufnahme der Stützmomente durch Anläufe verstärkt. Diese ungewöhnliche Bauweise dürfte eine der weitest gespannten Vollplatten sein und wurde gewählt, einerseits, weil wegen der kurzen zur Verfügung stehenden Bauzeit sowohl die Schalung als auch die Bewehrung möglichst einfach sein mußte, andererseits lag, wie schon erwähnt, die Unterkante der Platte durch das höchste Hochwasser fest. Die an die Brücke anschließenden Straßenstrecken liegen annähernd in der Waagerechten und auch nicht höher als die Unterkante der Überbauten. Es mußte daher mit der niedrigsten Bauhöhe das Auslangen gesucht werden, damit nicht im Längsschnitt der Brücke mit den anschließenden Rampen ein unschöner, dem Verkehr sehr hinderlicher Rücken entstand. Bei einem Balkentragwerk ist bei

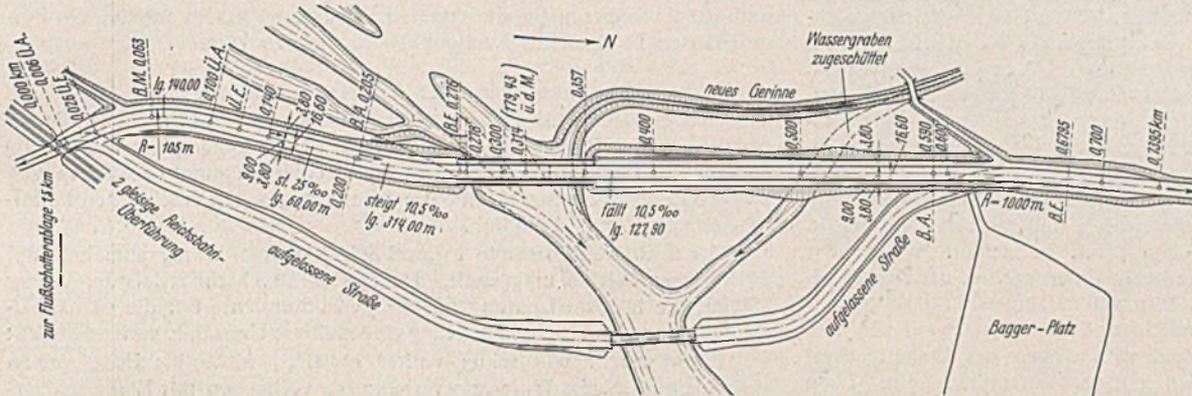


Abb. 12. Lageplan der alten und neuen Straße im Anschluß an die Strombrücke mit alter und neuer Flutbrücke.

Die Nachteile dieser Lösung waren:

1. Die Brücke liegt im Zuge eines Straßenstückes, dessen Linienführung den neuzeitlichen Ansprüchen wegen der vielen scharfen Krümmungen, insbesondere nach der Unterführung der Straße unter der zweigleisigen Reichsbahn (Abb. 12, links) keineswegs genügt. Beim Ausbau dieses Straßenzuges, der wegen seiner Bedeutung als Fortsetzung einer Brücke dringend ist, hätte sich eine Verbesserung der Linienführung im erforderlichen Ausmaß nur durch Ausführung des unter 2. genannten Entwurfs erreichen lassen. Man hätte also nach wenigen Jahren die im Jahre 1938 neu erbaute Brücke außer Dienst stellen und wieder abtragen müssen, die Baukosten dieser Brücke wären dann verloren.
2. Die Erhebungen über die Abflußverhältnisse bei Hochwasser haben ergeben, daß der Durchflußquerschnitt der alten Brücke zu gering war und daher beim letzten größeren Hochwasser im Jahre 1923 eine Stauung der oberhalb der Brücke befindlichen Wassermengen um rd. 40 cm eingetreten ist. Die Straße wurde dann ungefähr 200 m von der Brücke entfernt überschwemmt und vom darüberfließenden Wasser um rd. 1 m abgetragen. Durch diese Stauung wurden die Hochwasserschäden in der Nähe liegender Ortschaften erheblich vergrößert.

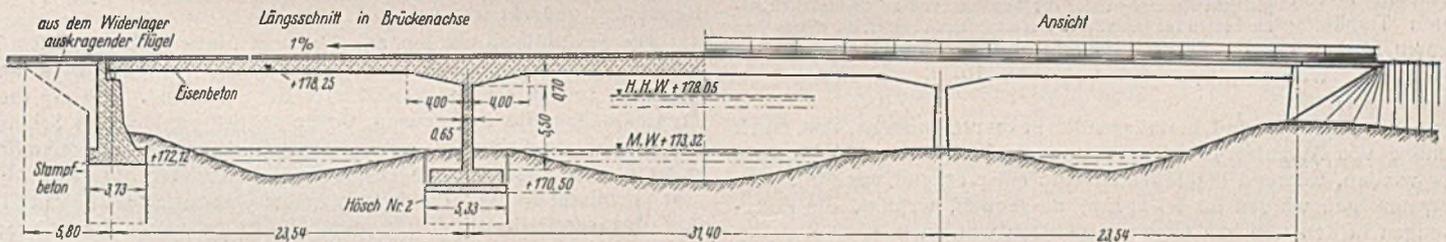


Abb. 13. Ansicht und Längsschnitt der Flutbrücke.

Die Bauleitung entschloß sich daher, trotz des wesentlich größeren Arbeitsumfangs den an zweiter Stelle genannten Entwurf zur Ausführung vorzuschlagen; dieser Entwurf wurde auch angenommen. Er bestand darin, wie Abb. 12 zeigt, rd. 110 m stromaufwärts eine neue Brücke zu errichten und die erforderlichen Anschlußdämme von rd. 29 000 m³ zu schütten. Bei sorgfältiger Prüfung der erforderlichen Leistungen und der dazu notwendigen Bauzeit kam die Bauleitung zu dem Ergebnis, daß auch bei Ausführung der zweiten Lösung der geforderte Fertigstellungszeitpunkt einzuhalten war. Eine Gegenüberstellung der Bauzeiten beider Entwürfe ergab außerdem, daß auch bei Ausführung des unter 1. genannten Entwurfs viel Zeit dadurch verlorengegangen wäre, daß zur Aufrechterhaltung des Verkehrs die bestehende Brücke hätte ausgeschoben werden müssen. Die Vorbereitungen zum Ausschleiben mit der Rammung der neuen Widerlager, der Aufstellung der Verschiebeträger, der Errichtung der Anschlußbrücken würden ähnlich wie bei der Strombrücke lange Zeit in Anspruch genommen haben, ohne daß mit den eigentlichen Bauarbeiten in dieser Zeit hätte begonnen werden können.

Planung.

Nachdem die Entscheidung zugunsten des unter 2. genannten Entwurfs gefallen war, konnte mit dem Ausführungsentwurf begonnen werden.

Die Festlegung der Linienführung machte erhebliche Schwierigkeiten. Zuerst wurde die südliche Rampe mit nur einem Bogen (also ohne

den gegebenen Spannweiten mit einer Bauhöhe von 2 bis 2,5 m zu rechnen. Hier wurde durch Verwendung einer Vollplatte das Auslangen mit nur 1,10 m in der Mittelöffnung und 0,84 m in den Randöffnungen gefunden. Eine Rampenneigung von rd. 1 ‰ genügte, um die erforderliche Bauhöhe an den Auflagern von 0,72 m und in den Feldmitten, wie oben angegeben, zu erreichen.

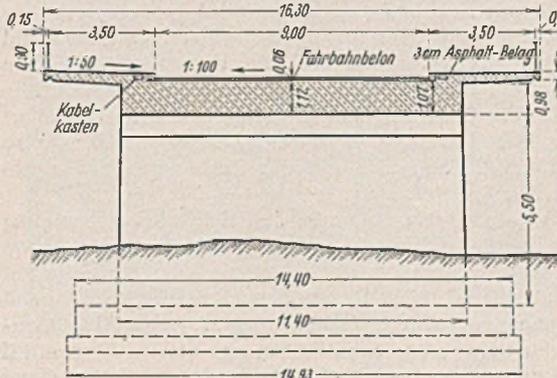


Abb. 14. Querschnitt der Flutbrücke in der Brückenmitte.

Der Aufwand an Bewehrungsstahl wurde durch die gedrückte Bauhöhe naturgemäß größer, konnte aber bei der außergewöhnlich kurzen Fertigstellungsfrist nicht ausschlaggebend sein. Der Verteuerung infolge des höheren Bewehrungsanteils standen

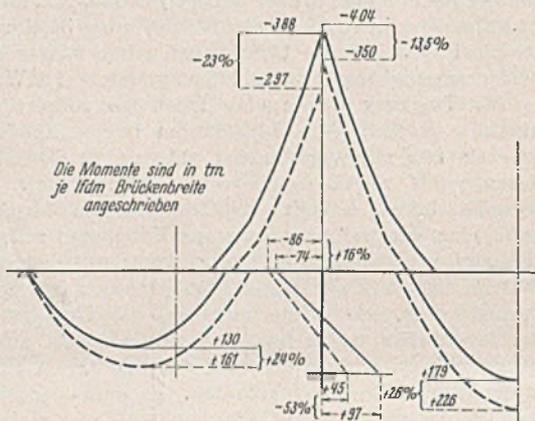
ziemlich in gleicher Höhe Einsparungen bei der Schalung, der Damm-schüttung und den Widerlagern gegenüber, da durch die geringere Bauhöhe der Brücke die Widerlager und die an die Brücke anschließenden Dammstrecken um rd 1,20 m niedriger ausgeführt werden konnten. Bei den Widerlagern selbst wurde dadurch die Möglichkeit geschaffen, die zur Straßenachse gleichlaufenden Flügelmauern ohne Schwierigkeit aus den Widerlagerrücken auskragen zu lassen (Abb. 13, links), wodurch neben erheblicher Arbeitszeit auch Spundwandisen eingespart werden konnten.

Die Berechnung und bauliche Durchbildung des Tragwerks wurde, da Vorbilder für diese Ausführung fehlten, äußerst gewissenhaft durchgeführt. Die Brücke wurde für eine Belastung nach DIN 1072, Klasse I, berechnet, und zwar für vier Fahrzeugspuren, so daß es jederzeit möglich ist, die Fahrbahn der Brücke bis zu den in Abb. 14 dargestellten Kabelschlitten zu verbreitern. Der Einfluß der veränderlichen Trägheitsmomente, der in diesem Fall besonders groß ist, wurde ebenso wie die tatsächliche Verteilung der Eigengewichte selbstverständlich berücksichtigt.

Um die Nebenspannungen aus Wärmeänderungen und Schwinden möglichst klein zu halten, wurden die Rahmenstiele tunlichst schlank gewählt. Ihr unterer Fuß wurde als starr eingespannt betrachtet. Wegen der Schlankheit der Stiele sind die Momente in ihnen gering, der Durchlaufrahmen verhält sich ähnlich wie ein Durchlaufbalken.

Das Gesamtmoment aus Eigengewicht und Verkehrslast auf den vier angenommenen Fahrzeugspuren verteilt sich wegen der Einheitlichkeit des Querschnitts gleichmäßig auf den ganzen Plattenquerschnitt. Eben deshalb ist die Brücke auch zur Übertragung von ganz großen Sonderlasten geeignet, wenn diese Lasten nur nicht größer sind als die Summe von einer 24-t-Walze

und drei 12-t-Lastkraftwagen, da durch diese großen Lasten, wenn die Brücke sonst unbelastet ist, kein größeres Moment in der Platte entsteht als durch die Regellasten der Klasse I. Abb. 15 stellt in der voll ausgezogenen Linie die Größtmomente für einen 1 m breiten Streifen dar. Zum Vergleich sind die Momente gestrichelt eingetragen, die sich bei Annahme von mittleren Trägheitsmomenten für jeden Stab ergeben. Wie man sieht, sind die



Die voll ausgezogene Linie stellt die Größtmomente dar bei Berechnung des Rahmens mit Berücksichtigung der veränderlichen Trägheitsmomente. Die gestrichelte Linie gilt bei Berechnung des gleichen Rahmens unter der Annahme von mittleren Trägheitsmomenten für jeden Stab. Die erheblichen Fehler, die durch diese Näherung entstehen, sind in Hundertteilen angeschrieben.

Abb. 15.

Unterschiede erheblich und bestätigen die bekannte Tatsache, daß durch Anordnung von Anläufen bei den Stützen die Feldmomente bedeutend kleiner werden, während die Stützmomente entsprechend wachsen. Die Betonspannungen wurden bis 90 kg/cm² ausgenutzt, während die Eisen-spannungen in den üblichen Grenzen gehalten wurden.

Wie schon erwähnt, wurden die Flügel an die Widerlager angehängt. Dadurch hatten die Widerlager ohne Hinterfüllung das Bestreben, nach rückwärts zu kippen, sie mußten daher bis zur Hinterfüllung sorgfältig abgestützt werden.

Obleich nach der Auftragserteilung, ohne die planliche Lösung abzuwarten, sofort mit den Vorbereitungen für den Bau begonnen wurde, verzögerte sich der eigentliche Baubeginn bis Ende Juli. Dies hatte seine Ursache einerseits darin, daß wegen der späten Auftragserteilung Mitte Juni die für diesen Bau in Frage kommenden großen Bauunternehmungen bereits weitgehend über ihre Baugeräte verfügt hatten und sich daher das Eintreffen des für die nördliche Rampe erforderlichen Baggers bis Anfang August verzögerte, andererseits darin, daß, obwohl die Spundwandbohlen für die Gründung der Widerlager und Pfeiler sofort bestellt wurden, sich ihre Lieferung wegen Überlastung der Werke so verzögerte, daß erst am 26. Juli 1938 mit der Rammung der Hochs-bohlen begonnen werden konnte.

Die Bauarbeiten wurden demnach am 26. Juli 1938 mit der Rammung der Bohlen für das nördliche Widerlager der Brücke begonnen. Am 5. August 1938 konnte nach Eintreffen des Baggers an der Baustelle mit der Dammschüttung für die nördliche Rampe begonnen werden, während sich die Inangriffnahme der südlichen Rampe bis 27. August 1938 verzögerte, da der hierfür notwendige Schüttboden aus der im Abschnitt II (Strombrücke, Aufstellungsarbeiten) erwähnten Baggerung zur Freimachung der Schiffahrtrinne stammte und für diese Arbeiten der Strombagger erst ab 22. August 1938 zur Verfügung stand.

Es war daher an Bauzeit vorhanden: für die Brücke samt Widerlager und Pfeiler 66 Tage, für den nördlichen Damm von 17 200 m³ Inhalt samt 3300 m² Grundbau und Teertränkdecke 57 Tage, für den südlichen Damm von 11 500 m³ Inhalt samt 2400 m² Grundbau und Teertränkdecke 35 Tage. Vor dem hier genannten Arbeitsbeginn wurde selbstverständlich die Baneinrichtung aufgestellt, auch wurden Rodungsarbeiten und der Mutterbodenabbau durchgeführt.

Mit der Durchführung der Bauarbeiten war die Universale, Redlich & Berger, Bau-Aktien-Gesellschaft, betraut, die wegen der kurzen Bauzeit und der besonderen Schwierigkeiten alles daran setzen mußte, um den geforderten Fertigstellungszeitpunkt einhalten zu können.

Beschreibung der Arbeitsdurchführung.

Der zur Schüttung des nördlichen Dammes erforderliche Boden wurde aus einer Seiteneinnahme (in Abb. 12 mit Baggerplatz bezeichnet) gewonnen. Die Anförderung wurde mit einer Lokomotiv-Rollbahn von 76 cm Spurweite durchgeführt. Die Beladung geschah durch einen Löffelbagger mit 0,75 m³ Löffelinhalt.

Der Schüttbetrieb setzte in zwei Schichten ein, wurde aber bald auf 24-stündigen Betrieb umgestellt. Die erzielte Durchschnittsleistung betrug 350 m³, die höchste Leistung 680 m³ je 24 Stunden. Für die verhältnismäßig geringe Durchschnittsleistung sind mehrere Umstände verantwortlich:

1. Es waren, wie schon vorher erwähnt, Mitte bis Ende August ganz ungewöhnliche Witterungsverhältnisse vorhanden mit Niederschlagsmengen, wie sie seit Jahrzehnten nicht gemessen wurden. An diesen Tagen mußte jede Arbeit eingestellt werden.

2. Als Folge dieser reichlichen Niederschläge stieg das Grundwasser in der Baggergrube um fast 2 m, so daß der Bagger statt an einer 4 m hohen Wand nur an einer von 2 m Höhe arbeiten konnte. Dadurch mußte für die gleiche Baggerleistung eine doppelt so große Grundrißfläche bestrichen werden, was ein wiederholtes, zeitraubendes Umlegen der Gleise notwendig machte. Außerdem war wegen des langsam steigenden Grundwassers ein mehrmaliges Höherlegen der Gleise erforderlich (Abb. 16).

3. Es blieb der Arbeiterstand immer wesentlich hinter dem bei den Arbeitsämtern angeforderten zurück, so daß Arbeitszeiten von 14 bis 16 Stunden und mehr innerhalb von 24 Stunden an der Tagesordnung waren. Ruhetage konnten nicht eingeschaltet werden, da an allen Sonn- und Feiertagen voll gearbeitet wurde. Dadurch sank naturgemäß auch die Stundenleistung der Leute. Gute Bauarbeiter waren überhaupt nicht mehr zu bekommen. Die überwiegende Mehrheit der zugewiesenen Arbeitskräfte waren Angehörige baufremder Berufe (Kellner, Friseur, Handlungsgehilfen usw.), die trotz ehrlichen Schaffenswillens die durchschnittliche Leistung eines Bauarbeiters nicht erreichen konnten; ihre Minderleistung mußte durch den aufopfernden Einsatz aller am Werk Beteiligten gedeckt werden.

Die Schüttgleise wurden auf den vom Mutterboden befreiten Untergrund aufgelegt und im Maße des Anwachsens des Dammes in die Höhe gehoben, so daß ein fest verdichteter Kern entstand. Um auf die volle Dammkronenbreite zu kommen, wurde seitlich gekippt, der Schüttboden abgegraben, in Schichten von annähernd 40 cm Höhe ausgebreitet und mit einem 500 kg schweren Delmag-Frosch verdichtet. Der Schüttboden war gemischt-körnig, enthielt aber stellenweise sehr viel Feines. Auf das sorgfältige Einbauen der Schüttstoffe wurde besonderer Wert gelegt. Der Damm blieb deshalb auch ohne schädliche Setzungen, obwohl zwischen Baubeginn und Übergabe an den Verkehr beim nörd-



Abb 16 Baggergrube
im durch das Hochwasser steigenden Grundwasser.
Aufgenommen am 3. September 1938.

lichen Damm kaum 2 Monate und beim südlichen Damm nur etwas über 1 Monat vergangen waren.

Die Dammkrone wurde sorgfältig mit einer 16-t-Walze verdichtet. Darauf kam eine Sauberkeitsschicht von 15 cm, bestehend aus rundem Schotter, der bei der bereits erwähnten Baggerung zum Freimachen der Schiffahrtrinne anfiel. Auch diese Schicht wurde leicht eingewalzt und diente dann als Unterlage für den 0,25 bis 0,30 m dicken Grundbau.

Die Beschaffung der erforderlichen Grundbausteine stieß auf erhebliche Schwierigkeiten, da alle Steinbrüche zur damaligen Zeit stark überbeschäftigt waren. Nach vielen Bemühungen gelang es endlich, einen Steinbruch rd. 60 km stromaufwärts der Baustelle ausfindig zu machen, der wenigstens imstande war, die geforderten Mengen zu erzeugen. Die Zufuhr mit der Bahn kam aber nicht in Frage, da die vorhandenen Gleisanlagen eine Vermehrung der Lieferungen nicht mehr zuließen. Die Bauleitung war daher gezwungen, sich an den Reichs-Kraftwagenbetriebsverband zu wenden und Lastkraftwagen anzufordern. Da aber auch diese nicht in genügender Zahl zu erhalten waren, wurden die restlichen Grundbausteine auf dem Wasserwege zugebracht, was durch das entgegenkommende Verhalten des Strombauamts ermöglicht wurde. Abb. 17 zeigt Lastkraftwagen aus allen möglichen Gegenden des Reiches (im Vordergrund einen Berliner) bei den Förderarbeiten. Auch sie mußten im 24stündigen Betrieb fahren.

Auf den Grundbau wurde eine rd. 8 cm dicke Teertränkecke aufgebracht. Die Fertigstellung der an die Fahrbahn anschließenden Rad- und Gehwege wurde auf das Frühjahr 1939 verschoben.

Ähnlich wie auf der nördlichen war der Arbeitsvorgang auf der südlichen Rampe. Es stand zur Bewältigung der Anschüttung jedoch eine bedeutend kürzere Zeit zur Verfügung, da für die südliche Rampe das schon mehrfach erwähnte Baggergut verwendet wurde.

Da aus der Baggerung rolliger Grobschotter anfiel, der nur stellenweise ganz geringe Mengen von Feinanteilen enthielt, mußte auf der Kippe teilweise Feinboden zugesetzt werden, um ein geeignetes Dammschüttungsgut zu erhalten. Der Feinboden wurde im nördlichen Baggerplatz gewonnen und mit Lastkraftwagen auf den südlichen Damm gefördert. Da auch im nördlichen Damm Grobschotter von der Strombaggerung zugesetzt wurde, waren erhebliche, sich übergreifende Bodenbewegungen notwendig. Wenn oberflächlich Feinboden zugegeben wurde, bewährte sich der Delmag-Frosch auch für die Dammverdichtung im Grobschotter vorzüglich. Es mußte lediglich der Damm etwas flacher geböschet werden, da der Grobschotter unter den Erschütterungen entsprechend der geringeren inneren Reibung sonst lange nicht zur Ruhe kam.

Die Gründungsarbeiten der Brücke vollzogen sich ohne besondere Schwierigkeiten.

Der Wasserzudrang blieb in üblichen Grenzen und konnte bis auf einen Fall mit einer 6-Zoll-Pumpe bewältigt werden (Abb. 18). Bei dem südlichen der beiden Pfeiler wurde in einer Ecke und an der anschließenden Längsseite des Grundkörpers stark wasserführender Grobschotter angefahren. Zur Bewältigung des Wasserzudranges mußte hier noch eine 8-Zoll-Pumpe eingesetzt werden. Obgleich die Spundwände rd. 2 m tiefer als die Grundkörpersohle gerammt waren, sprudelte Wasser, ehe der Aushub die Bauwerksohle erreicht hatte, von dieser auf und riß Feinboden mit. Um den Grund unter der Bauwerksohle nicht unnötig aufzulockern, wurden die Arbeiten sofort eingestellt und die in diesem Bereich liegenden Hoeschbohlen um rd. 2 m tiefer gerammt. Hierauf konnte der Aushub anstandslos fortgesetzt und beendet werden.

Die beweglichen Lager der Platte auf den Widerlagern wurden als Pendelquader hergestellt (siehe Abb. 13, links). Sie wurden an Ort und Stelle für die ganze Brückenbreite in einer Länge von 11,20 m in einem Stück hergestellt. An der Berührungslinie zwischen Platte und Pendelquader sowie Pendelquader und

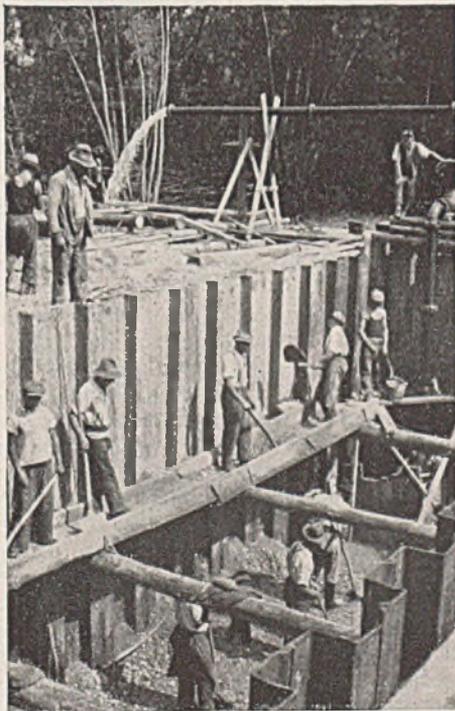


Abb. 18. Aushub im südlichen Pfeiler.
Aufgenommen am 17. August 1938.



Abb. 17. Nördlicher Straßenteil während des Grundbaulegens mit Lastkraftwagen aus den verschiedensten Teilen des Reiches.
Aufgenommen am 18. September 1938.

Widerlager sollten Stahlbleche, die entsprechend dem Durchmesser des Pendelquaders von 0,60 m gekrümmt waren, eingebaut werden. Diese Bleche konnten aber leider nicht beschafft werden. Man entschloß sich daher auf Vorschlag der Bauunternehmung, an ihrer Stelle Eisenbahnschienen in die Pendelquader einzubauen (Abb. 19), deren Köpfe selbstverständlich nicht nach dem geforderten Durchmesser gekrümmt waren. Bei Längsbewegungen der Brücke treten daher immer auch kleine Höhenänderungen auf, die jedoch für die Wirkungsweise der Lagerung bedeutungslos sind. Abb. 19 zeigt gleichzeitig auch die Ausbildung des Überganges der Brücke auf das Widerlager mit Schleifblechen und Entwässerungsrinnen.

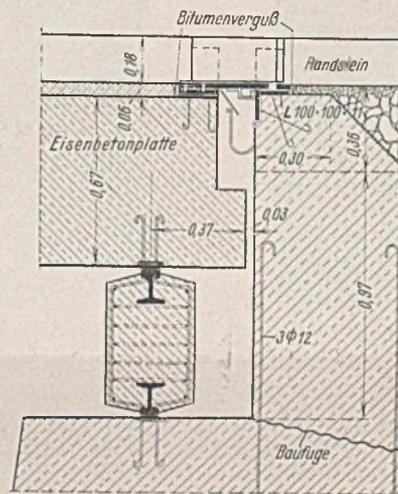


Abb. 19. Ausbildung des Pendelquaders und des Überganges auf das Widerlager mit Schleifblechen und Entwässerungsrinnen.

Für die Brücke samt Widerlager und Pfeiler waren rd. 400 m³ Stampfbeton und 1350 m³ Eisenbeton erforderlich. Das Lehrgerüst, das zum Teil auf gerammte Pfähle, zum Teil auf Langholzwischwellen gestellt wurde, erforderte rund 550 m³ Holz und wurde in

20 Tagen zusammengebaut. Naturgemäß zeigte der auf Langschwellen gelagerte Teil der Rüstung während der Betonierung größere Setzungen (bis 5 cm), was aber vorher durch eine größere Überhöhung dieses Teiles des Lehrgerüsts ausgeglichen war.

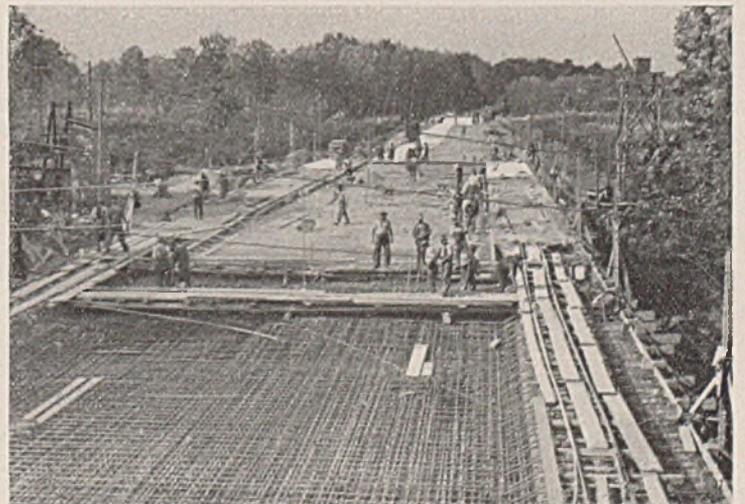


Abb. 20. Tragwerkbetonierung.

Im Vordergrund ist die Bewehrung der Brücke zu sehen, im Hintergrunde der an die Brücke anschließende Damm während der Herstellung der Tränkecke.
Aufgenommen am 23. September 1938.

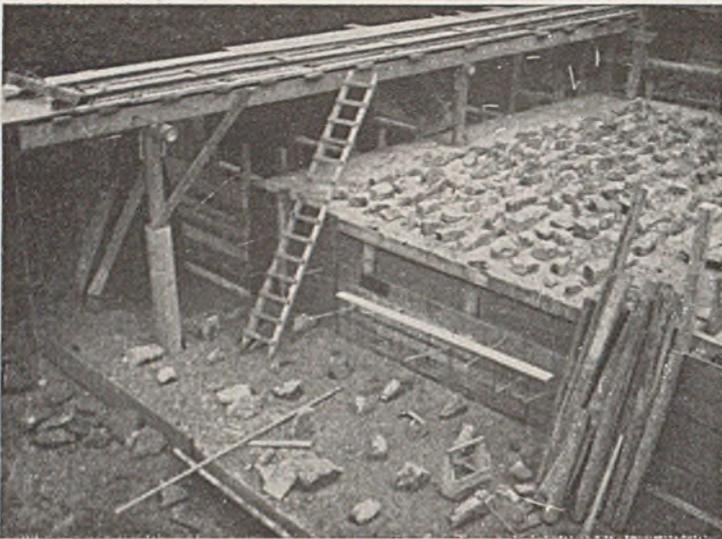


Abb. 1. Einlagesteine in Arbeitsfugen.

Diesem stehen folgende Vorteile gegenüber:

- a) der Anteil p der Einlagesteine braucht nicht durch die Mischmaschine zu laufen;
- b) gleichlaufende Arbeiten, den Beton und die Steine einzubringen, ermöglicht Einsatz von mehr Arbeitskräften und vergrößert dadurch die Leistung.

Grundsätzlich lassen größere Baustellen (Talbrücken) erkennen: Baustofflagerung hoch (oben an den Talhängen) bringt Arbeitsvereinfachung, Baustofflagerung im Talgrunde dagegen, wenn Krane oder Aufzüge benutzt werden müssen, Arbeiterschwernis.

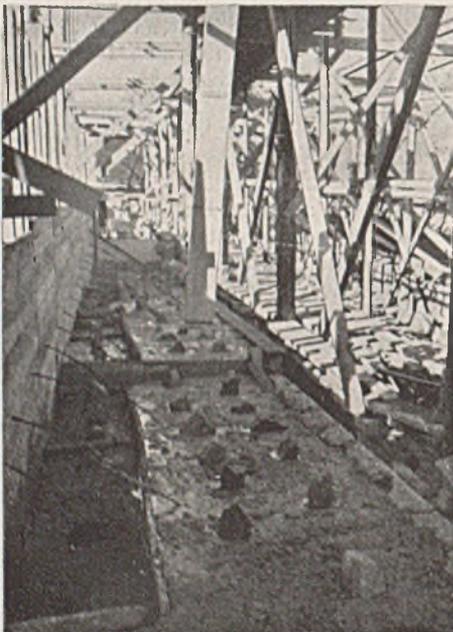


Abb. 2. Einlagesteine in Arbeitsfugen.

Die Kosten der Baustoffe sollen der Größe nach verglichen werden, wobei der Preisvergleich sich zweckmäßigerweise auf 1 m^3 fertigen Beton erstreckt, während man von den Preisen je t ausgeht. Aus der großen Zahl der Mischungsverhältnisse und der mannigfachen Zusammensetzung und Herkunft der Zuschlagstoffe, die in einer solchen Untersuchung nicht alle berücksichtigt werden können, ist ein Mischungsverhältnis von 200 kg Zement und 2000 kg Zuschlagstoffen auf 1 m^3 fertigen Beton herausgegriffen und allen Untersuchungen zugrunde gelegt, wobei wieder der Zuschlagstoff als ideales Korngemenge angenommen wurde.

Bezeichnet

- Z_e die Kosten des Zements frei Abgangsbahnhof je t
- Z_u die Kosten der Zuschlagstoffe frei Abgangsbahnhof je t
- S die Kosten der Einlagesteine frei Abgangsbahnhof je t
- F_{ze} die Fracht des Zements je t
- F_{zu} die Fracht der Zuschlagstoffe je t
- F_s die Fracht der Einlagesteine je t
- A_{ze} die Kosten für die Anfuhr des Zements je t
- A_{zu} die Kosten für die Anfuhr der Zuschlagstoffe je t
- A_s die Kosten für die Anfuhr der Einlagesteine je t
- B_E die Kosten für den Einbau des Betons je m^3
- S_E die Kosten für den Einbau der Steine als Zulage zu B_E je m^3
- D die Mehrkosten für den Beton mit Einlagesteinen je m^3
- p den Anteil der Steine,

und faßt man zusammen $Z_e + F_{ze} + A_{ze} = Z'_e$
 $Z_u + F_{zu} + A_{zu} = Z'_u$
 $S + F_s + A_s = S'$ } = Kosten frei Baustelle,

dann kostet 1 m^3 Beton ohne Einlagesteine

$$K_o = 0,2 Z_e' + 2,0 Z_u' + B_E \text{ RM/m}^3,$$

und 1 m^3 Beton mit einem Anteil von p Einlagesteinen

$$K_m = (1-p)0,2 Z_e' + (1-p)2,0 Z_u' + 2,2 p S' + B_E + S_E \text{ RM/m}^3.$$

Der Unterschied beträgt

$$D = K_m - K_o = 2,2 p S' - 0,2 p Z_e' - 2,0 p Z_u' + S_E.$$

p ist ein Wert, der zwischen 0,15 und 0,25 liegt. Man erkennt an der Gleichung, welch großen Einfluß das S_E (Zulage für das Einlegen der Steine) gegenüber den anderen Werten hat. Die üblichen Schwankungen in der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe beeinflussen die Betonkosten wenig, mehr jedoch die Entfernung (Fracht) und die Wegbeschaffenheit (Anfuhr). Diese letztere wirkt sich aber auf die Einlagesteine genau so aus, so daß der Kostenunterschied dadurch kaum berührt wird.

Wie der Kostenvergleich im einzelnen aussieht, soll an Hand von zwei Zahlenbeispielen aus dem Bezirk der OBR Kassel dargestellt werden. Dabei wird für den Zement durchweg angenommen

Hochofenzement zu $Z_e = 21,40 \text{ RM/t}$
 mit einer Fracht von $F_{ze} = 4,30 \text{ "}$

zusammen $Z_e + F_{ze} = 25,70 \text{ RM/t}$

Beispiel A.

Ein Großbauwerk im Bereich der Bauabteilung H. 1.

$p = 20\%$; $S_E = 2,20$.

$Z_e + F_{ze} = 25,70$
 $A_{ze} = 4,80$
 $Z_e' = 30,50$

Sand und Kies von X. und Y., Grubensand und Basaltschotter aus Z. Mittlere Frachtdistanz 160 km.

Korn	Anteil	Einheitspreis	Anteilpreis
0-3	0,188	2,50	0,47
3-7	0,100	3,60	0,36
7-30	0,308	2,00	0,62
30-70	0,314	2,80*)	0,89
	0,910		2,34
Grubensand	0,090	4,00**)	0,36
zus.	1,000	$Z_u =$	2,70
Fracht für	0,910 t	$F_{zu} =$	2,36
Anfuhr für	0,910 t	$A_{zu} =$	4,37
		$Z_u' =$	9,43

*) Gemittelt aus Kies 30-70 und Schotter 30-70.

***) Frei Baustelle.

Steine von X. ($\approx 220 \text{ km}$) $S = 3,20$
 $F_s = 3,50$
 $A_s = 4,80$
 $S' = 11,50$

$D = 0,44 S' - 0,04 Z_e' - 0,4 Z_u' + S_E$
 $= 5,05 - 1,22 - 3,78 + 2,20$
 $D = + 2,25$

Beispiel B.

Ein Großbauwerk im Bereich der Bauabteilung E.

$p = 20\%$; $S_E = 2,80$.

$Z_e + F_{ze} = 25,70$
 $A_{ze} = 4,30$
 $Z_e' = 30,00$

Zuschlagstoffe von W.

Korn	Anteil	Einheitspreis	Anteilpreis
0-3	0,207	3,00	0,62
3-7	0,109	3,00	0,33
7-30	0,339	1,75	0,59
30-70	0,345	1,75	0,60
zus.	1,000	$Z_u =$	2,14
		$F_{zu} =$	1,40
		$A_{zu} =$	4,30
		$Z_u' =$	7,84

Steine aus E. ($\approx 300 \text{ km}$)	Steine aus T. ($\approx 65 \text{ km}$)	Steine aus T. (frei Baustelle)
$S_1 = 4,50$	$S_2 = 5,00$	
$F_{S1} = 4,70$	$F_{S2} = 1,20$	
$A_{S1} = 4,30$	$A_{S2} = 4,30$	
$S_1' = 13,50$	$S_2' = 10,50$	$S_3' = 6,60$

$$D = 0,44 S' - 0,04 Z_c' - 0,4 Z_u' + S_E$$

$$\left. \begin{array}{l} D_1 = 5,95 \\ D_2 = 4,62 \\ D_3 = 2,91 \end{array} \right\} - 1,20 \quad - 3,14 \quad + 2,80$$

$$\begin{array}{l} D_1 = + 4,41 \\ D_2 = + 3,08 \\ D_3 = + 1,37 \end{array}$$

Den Beispielen liegt als Regelfall zugrunde, daß Zement und Zuschlagstoffe auf der Reichsbahn als Dienstgut befördert und vom Empfangsbahnhof ohne Zwischenlagerung unmittelbar auf die Baustelle gefahren werden. Unregelmäßigkeiten in der Zufuhr und Maßnahmen, die vor ihren Auswirkungen schützen sollen, bringen oft höhere Kosten als die des Regelfalles mit sich. Die Zwischenlagerung von Zement hat im Bezirk der OBR Kassel 5 bis 8 RM/t gekostet. Für das Zwischenlagern von Kies und Sand oder Anfuhr in Lastkraftwagen über weite Strecken muß

man mit 2 bis 3 RM/t zusätzlich rechnen. Bei $p = 0,2$ betragen dann die Mehrkosten des Betons

$$\begin{array}{l} 0,04 \cdot 5 + 0,4 \cdot 2 = 0,20 + 0,80 = 1,00 \\ \text{bis} \quad 0,04 \cdot 8 + 0,4 \cdot 3 = 0,32 + 1,20 = 1,52. \end{array}$$

Der Unterschied D würde sich um diese Beträge verringern, im Fall 3 des Beispiels B also schon negativ werden.

Sieht man von diesen Ausnahmen ab, so ergibt sich immer ein positives D , d. h. der Beton mit Einlagesteinen wird teurer, sofern der Unternehmer für das Einlegen der Steine eine besondere Zulage S_E erhält. Woraus sich S_E zusammensetzt, wurde oben schon gesagt. Ergibt sich überhaupt ein positiver Wert S_E , so ist die Baustelle für das Verfahren mit Einlagesteinen schlecht geeignet. Sollen Einlagesteine verwendet werden, so ist schon bei der Einrichtung der Baustelle darauf Rücksicht zu nehmen. Daß das Ziel, keine Mehrkosten S_E für den Einbau der Steine aufkommen zu lassen, erreichbar ist, haben ausgeführte Brücken im Bezirk der OBR Kassel zur Genüge bewiesen.

Vermischtes.

Technische Hochschule Breslau und Karlsruhe. In Breslau ist Dr.-Ing. habil. Erich Kühn zum ordentl. Professor für Mechanik und Statik der Baukonstruktionen ernannt, in Karlsruhe ist dem Dozenten Dr.-Ing. habil. Bernhard Fritz unter Ernennung zum außerordentl. Professor der Lehrstuhl für Baustatik und technische Mechanik übertragen worden.

Landschaftspflege¹⁾. Runderlaß des Reichsverkehrsministers vom 27. 11. 1939 — W 9 G. 6864/39 —. Eines der wichtigsten Merkmale der Baugesinnung unserer Zeit ist die Forderung, bei der Gestaltung technischer Bauwerke auf das Landschaftsbild und seine Pflege weitgehend Rücksicht zu nehmen. Dieser Forderung muß auch der Wasserbau an Talsperren, Wasserstraßen, Hafenanlagen und Meeresküsten voll entsprechen. Das ist um so mehr der Fall, als gerade Wasserbauten das Landschaftsbild besonders stark beeinflussen, weil das fließende und stehende Wasser meist zu den beherrschenden Gestaltungselementen einer Landschaft gehört und mit ihr zutiefst verbunden ist. Die Wasserbauten sollen sich daher in das Landschaftsbild überall harmonisch einfügen, damit der Landschaftscharakter, der im deutschen Raume überaus vielgestaltig ist, nicht nur gewahrt bleibt, sondern in seiner Eigenart möglichst noch betont wird. Das Ziel muß sein, daß alle Wasserbauwerke nicht nur technische, sondern zugleich auch kulturelle Schöpfungen unserer Zeit darstellen. Daß dies für eine große Zahl neuerer Wasserbauten zutrifft, habe ich aus den mir vorgelegten Bildern zu meiner Genugtuung feststellen können.

Ich lege Wert darauf, daß sich alle Beamten und Angestellten, die für die Baugestaltung innerhalb der Reichswasserstraßenverwaltung und der preußischen Verwaltung der Häfen, Brücken und Fähren verantwortlich sind, die gezeichnete Einstellung und eine entsprechend hohe Auffassung ihrer Aufgabe vorbehaltlos und mit innerer Bereitschaft zu eigen machen, soweit dies noch nicht der Fall sein sollte. Durch positive Mitarbeit an der Landschaftspflege wird der Kritik, die hie und da in landschaftlicher Hinsicht an der Gestaltung der Wasserstraßen geübt wird, am besten begegnet.

Ich ersuche daher, den Forderungen der Landschaftspflege bei den bestehenden Anlagen und besonders bei der Planung neuer Bauwerke in allen Teilen Rechnung zu tragen. Im einzelnen gilt das für die Linienführung, für die Gestaltung der Kunstbauten, der Dämme und Bodenablagerungen, der Ufer und Böschungen, für die Förderung des Baum- und Pflanzenwuchses und die pflegliche Behandlung des Mutterbodens. Die zur Pflege des Landschaftsbildes geplanten Maßnahmen sind im Erläuterungsbericht der Bauentwürfe zu behandeln und — soweit es sich um zusätzliche Maßnahmen handelt — im Kostenanschlag pauschal zu veranschlagen. Ich bemerke, daß hier zur Zeit Richtlinien für die praktische Durchführung der Landschaftspflege an den Wasserstraßen bearbeitet werden, deren Herausgabe sich zwar durch die Zeitumstände verzögert hat, aber alsbald zu erwarten ist; außerdem wird in Kürze ein Aufsatz des Regierungsbaurates J. Albrecht über das Thema „Landschaft und Wasserstraßen“²⁾ veröffentlicht werden.

Ich ersuche, schon jetzt planmäßig zu untersuchen — gegebenenfalls durch eine besondere Befahrung der Wasserstraßen und sonstigen Anlagen —, welche landschaftlichen Maßnahmen in Ihrem Geschäftsbereiche erwünscht erscheinen und welche hiervon im Hinblick auf die Zeitverhältnisse durchgeführt werden können. Hinsichtlich der Durchführung solcher Maßnahmen empfiehlt es sich, an den Stellen zu beginnen, die besonders ins Auge fallen. Im übrigen ersuche ich, dafür zu sorgen, daß die Zeit bis zum Frühjahr nach Möglichkeit noch für Pflanzungen ausgenutzt wird, soweit es die Witterung zuläßt.

Einem Berichte über das Veranlaßte sehe ich bis zum 1. April 1940 entgegen.

Im Auftrage: Dr. Gähns.

An die nachgeordneten Behörden der Reichswasserstraßenverwaltung und der preußischen Verwaltung der Häfen, Brücken und Fähren.

¹⁾ Vgl. auch Rogge, Die architektonische Gestaltung der Bauwerke der Reichswasserstraßenverwaltung im Osten des Reiches und ihre Wirkung in der Landschaft. Bautechn. 1939, Heft 49 u. 51, S. 605 u. 628.

²⁾ Inzwischen veröffentlicht im Ztrbl. d. Bauv. 1939, S. 1181 ff.

Eigenartiger Abbruch einer Eisenbahnbrücke. Beim Umbau der Eisenbahnanlagen in Newark (New Jersey, V. St. A.) wurde eine Eisenbahnbrücke entbehrlich, die mit ihren 67,7 m langen, stählernen Bogen-sehnnägeln unter 25° zwei Eisenbahngleise mit elektrischem Betrieb über vier darunterliegende Gleise hinwegführte. Der Überbau wog 1000 t. An diese Hauptöffnung schlossen sich beiderseits kleinere Seitenöffnungen an, die von Blechbalken überbrückt waren. Die lichte Höhe über den vier überbrückten Gleisen betrug 5,8 m. Da die Gleise unter der Hauptöffnung im Betrieb blieben, wurde der Abbruch dieses Überbaues sehr erschwert. Man entschloß sich, die Brücke zunächst um eins ihrer vier Lager so weit auszuschnwenken, daß ihr Abbruch den Betrieb auf den Gleisen, die sie vorher überspannte, nicht stören konnte.

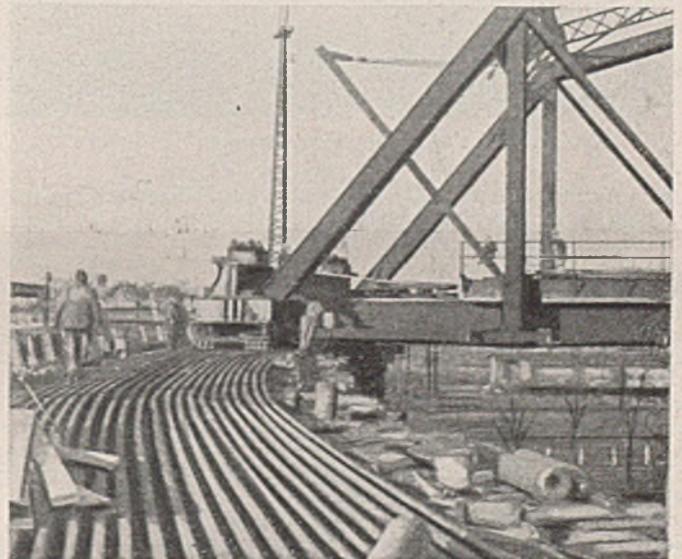


Abb. 1. Rollbahnen zum Verschwenken der Brücke.

Die erste Arbeit, die für den Abbruch der Brücke vorgenommen werden mußte, bestand im Bau der Rollbahnen, auf denen die drei freien Lager verschwenkt wurden (Abb. 1). Damit über den unteren Gleisen die nötige lichte Höhe frei blieb, kamen diese Rollbahnen so hoch zu liegen, daß die Brücke um 3,3 m gehoben werden mußte, ehe sie ausgeschwenkt werden konnte. Zum Bau der Gerüste für die Rollbahnen wurden die Träger, die beim Abbruch der Seitenöffnungen gewonnen worden waren, verwendet. Diese wurden mit Balken von 30/30 cm Querschnitt abgedeckt, auf denen Altschienen in Kreisbogenform mit dem festen (Dreh-) Lager als Mittelpunkt verlegt wurden. Das feste Lager (Abb. 2) wurde durch den aus Vorräten entnommenen Drehzapfen einer Drehbrücke gebildet. Dieses war so gebaut, daß es einem Seitenschub keinen Widerstand entgegensetzen konnte, und es war daher nötig, die Schienen in ihren Kreisbogen mit großer Genauigkeit zu verlegen. Dies gelang auch so weit, daß die größte Seitenbewegung, die auf dem Drehlager auftrat, noch nicht 3 mm betrug.

Der Aufbau des Gerüsts für die Rollbahnen und der spätere Abbau waren die einzigen Arbeiten, von denen die Gleise unter der Brücke berührt wurden, und sie wurden daher in der Nacht ausgeführt, wozu eine Betriebspause von sechs Stunden zur Verfügung stand.

Ehe die abzubrechenden Träger gehoben wurden, wurde das Schotterbett abgetragen und ein Teil der aus Beton bestehenden Fahrbahn sowie ein Gleis abgebrochen. Das zweite Gleis blieb erhalten, um beim Abbau benutzt zu werden.

Zum Heben der Brücke dienten vier Wasserdruckwinden mit Handantrieb von je 500 t Tragfähigkeit. Sie griffen an einem Balken an, der quer unter der Brücke unmittelbar unter ihren Auflagerknotenpunkten

verlegt war. Die Winden standen unmittelbar neben den Hauptträgern an deren Außenseite. Innen daneben waren noch Hilfswinden untergebaut, die verhindern sollten, daß der Balken, an dem die Winden angriffen, sich allzu sehr durchböge. Nachdem die Brücke gehoben war, wurde das Drehlager unter das feste Lager gesetzt, und die drei freien Lager wurden auf Rollschuhen abgestützt. Die beiden Trägerenden an dem dem festen Lager abgekehrten Ende der Brücke, die Bogen mit großem Halbmesser zurückzulegen hatten, wurden von je vier Rollschuhen getragen, während bei dem dritten Lager bei dem kurzen Weg, den es zu beschreiben hatte, ein Schuh genügte. Die Rollschuhe bestanden aus einem Schienenrost mit einer Deck- und einer Sohlplatte. Zwischen der Sohlplatte und der Rollbahn lagen die Rollen mit 5 cm Durchm., auf denen die Brücke ausgeschwenkt wurde. Unter den Rollschuhen der vom Drehpunkt entfernten Lager waren acht bis zehn Rollen untergeschoben, während das etwas größere Lager an dem dem Drehpunkte benachbarten Brückenende auf 15 bis 18 Rollen verschoben wurde.

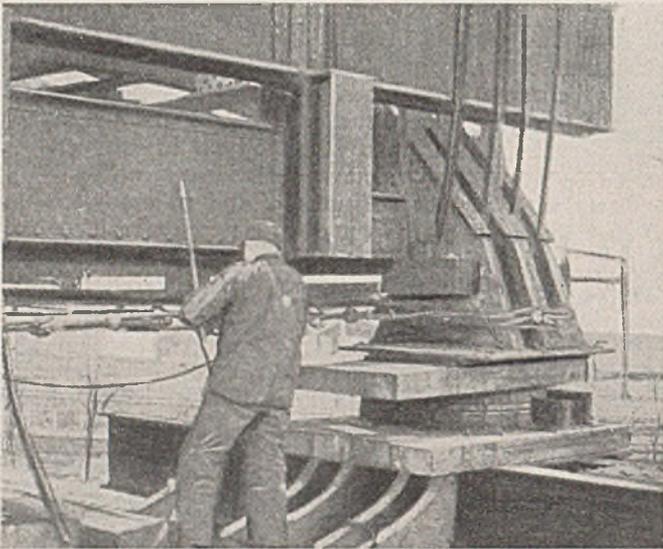


Abb. 2. Drehlager zum Verschwenken der Brücke.

Zum Ausschwenken der Brücke dienten zwei waagrecht angreifende Schraubenwinden von 80 t Tragfähigkeit, die an den vom Drehlager abliegenden Rollschuhen angriffen und sich gegen an die Rollbahnen angeschweißte Winkel stützten. Es zeigte sich, daß eine solche Winde genügte, um die Brücke auszuschwenken, und die beiden Winden wurden daher abwechselnd benutzt. Jede von ihnen machte dabei in 4 min einen Weg von 35 cm. Am dritten Lager war eine kleinere Winde angesetzt, die aber nicht an der Verschwenkung teilnahm, sondern nur die Reibung an dieser Stelle überwinden sollte, damit keine Formänderungen der Träger vorkämen. Ausgewählte Arbeiter legten die Rollen unter, wenn die Rollschuhe einen entsprechenden Weg zurückgelegt hatten, und die Vorarbeiter an den verschiedenen Stellen standen in Fernsprechverbindung miteinander, so daß sie für gleichmäßiges Verschwenken der Brücke sorgen konnten. Der Umstand, daß die Rollbahnen für die drei verschwenkten Lager der Brücke verschiedene Halbmesser hatten, bereitete einige Schwierigkeiten, die Arbeiten gingen aber im ganzen glatt vor sich. Damit die Rollen in der richtigen Richtung auf die Rollbahnen aufgelegt würden, wurde diese Richtung auf den Schienen der Rollbahnen mit Kreide angezeichnet. Während der Bewegung mußte die Lage der Rollen zuweilen berichtigt werden.

Das Verschwenken der Brücke nahm, wie Railway Age vom 25. Januar 1938 berichtet, an einem Tage 9 $\frac{1}{2}$ Stunden, am nächsten Tage noch 2 $\frac{1}{2}$ Stunden in Anspruch. Am Abend des ersten Tages hatten die äußeren Lager einen Weg von etwa 24 m zurückgelegt, und am folgenden Morgen mußten sie noch etwa 9 m verschoben werden. Das Abbrechen der Brücke auf dem dazu errichteten Gerüst bot keine Besonderheiten. Wkk.

Bücherschau.

Stahlbau-Kalender 1940. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbauverband, Berlin. Bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. 6. Jahrg., VIII, 591 S. mit 1150 Textabb. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn. Preis in Leinen 4,50 RM.

Daß Herausgeber, Bearbeiter und Verleger trotz des Krieges den Stahlbau-Kalender 1940 herausgebracht haben, kann nur dankbar begrüßt werden. Bei den gewaltigen Anforderungen, die Kriegswirtschaft, Verkehr und die wichtigen Bauten an den Stahlbau stellen, muß mit dem Stahl haushälterisch umgegangen werden. Die neuesten Errungenschaften der Theorie, Versuchsforschung und Praxis müssen herangezogen werden, um die Festigkeitseigenschaften des Stahls voll auszunutzen und den Verbrauch an Stahl auf ein Mindestmaß zu beschränken. Auch im vergangenen Jahre haben die Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Stahlbaues nicht geruht und manche wichtige Ergebnisse gebracht. Die neue Ausgabe des Stahlbau-Kalenders hat gegenüber der des vorigen Jahres wichtige Änderungen und Ergänzungen erfahren.

Der Abschnitt „Stahlhochbau“ ist nach den Einzelteilen des Stahlbaues und dem eigentlichen Stahlhochbau getrennt, weil die Einzelteile auch für den Stahlbrückenbau maßgebend sind.

Die Abschnitte über die Schweißtechnik des Stahlbaues sind auf den neuesten Stand der Erkenntnisse gebracht worden. Auf dem Gebiete der Schweißtechnik ist im Stahlbau im letzten Jahre besonders eifrig gearbeitet worden.

Ein neuer Abschnitt über Hängebrücken ist eingefügt worden. Das ist zu begrüßen, weil der Hängebrückenbau durch den Bau der Hängebrücke über den Rhein südlich Köln bei Rodenkirchen und durch die geplante Elbehochbrücke in Hamburg auch in Deutschland sehr an Bedeutung gewonnen hat.

Alle Vorschriften des Stahlbaues sind am Schluß des Kalenders in einem besonderen Abschnitt zusammengefaßt.

Der Stahlbauer braucht heute mehr denn je das Rüstzeug gediegener Kenntnisse der Theorie und der gesamten Praxis des Stahlbaues. In gedrängter, aber erschöpfender Form bietet der Stahlbau-Kalender dem Stahlbauingenieur alles Wissensnötige und Wissenswerte.

Der Stahlbau-Kalender gehört auf den Arbeitstisch jedes Stahlbauingenieurs und auf jede Baustelle des Stahlbaues. Schaper.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Vizepräsidenten: der Abteilungspräsident Gerteis in Krakau; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Steinbrink, Vorstand des Neubauamtes München 30, Richard Maier bei der RBD Nürnberg; — zum Reichsbahnrat: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Oberbeck in Breslau, Raab in Jena, Kemper in Wadern.

Versetzt: die Oberreichsbahnrate Grohnert, Dezernent der RBD Ostern, als Dezernent zur RBD Köln, Wilhelm Lehmann, Dezernent der RBD Danzig, als Dezernent zur RBD Königsberg (Pr.), Karl Fröhlich, Dezernent der RBD München, als Dezernent zum RZA Berlin; — die Reichsbahnrate Stöber, Vorstand des Betriebsamtes Nürnberg 2, als Dezernent zur RBD Danzig, Därr, Vorstand des Betriebsamtes Lennep, als Vorstand zum Betriebsamt Kattowitz 2, Johannes Clauß, Vorstand des Betriebsamtes Hameln, als Vorstand zum Betriebsamt Rybnik, Sabarth, Vorstand der Bauabteilung Soltau der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hamburg, als Vorstand zum Betriebsamt Bielitz, Oldenburg, Vorstand des Betriebsamtes Brandenburg, als Vorstand zum Betriebsamt Kattowitz 3, Mannl, Vorstand des Betriebsamtes Guben, als Vorstand zum Betriebsamt Kattowitz 4, Horst Meißner, Vorstand des Neubauamtes Berlin-Lichtenrade, als Vorstand zum Betriebsamt Guben, Wilhelm Hofmann, Vorstand des Neubauamtes Berlin-Lichterfelde 1, als Vorstand zum Betriebsamt Lennep, Martin Meinecke, Vorstand des Neubauamtes Dessau, als Vorstand zum Betriebsamt Hameln, Eugen Hofmann, Vorstand des Neubauamtes München 3, als Vorstand zum Betriebsamt Tarnowitz, Ludwig Lutz, Vorstand des Betriebsamtes Gießen 2, als Vorstand zum Betriebsamt Teschen, Eickemeyer bei der RBD Hannover als Vorstand zum Neubauamt Braunschweig 3; — die Reichsbahnbauassessoren Sander bei der RBD Berlin als Vorstand zum Neubauamt Kattowitz, Schaaff bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München zur RBD Münster (Westf.) und Herbert Gruber bei der Reichsbahnbauverwaltung Berlin zur RBD Danzig.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnrat Stanek bei der RBD Wien.

Gestorben: der Abteilungspräsident Dr.-Ing. Krabbe, Dezernent der RBD Hamburg; — der Reichsbahnrat Hagen bei der RBD Villach; — der Reichsbahnratmann Kratt in Karlsruhe.

Im Ruhestand verstorben: Abteilungspräsident a. D. Keppler in Stuttgart, zuletzt Abteilungsleiter bei der RBD Stuttgart; — Oberreichsbahnrat a. D. Vetter in Konstanz, zuletzt Vorstand des Bauamtes Eßlingen; — Geheimer Baurat a. D. Heller in Münster (Westf.), zuletzt Dezernent der RBD Münster (Westf.); — Reichsbahnrat a. D. Hugo Müller in Hamburg, zuletzt beim Betriebsamt Hamburg.

Bayern. Ernann: Bauamtman a. D. Franz Herrmann beim Kulturbauamt Nürnberg zum Regierungsbaurat; — die Regierungsbauassessoren Ludwig Kändler beim Landbauamt Augsburg, Walter Strauß beim Landesbauamt Nürnberg und Paul Will beim Regierungspräsidenten in Regensburg zum Regierungsbaurat.

Versetzt: Bauamtsdirektor Wilhelm Laar beim Straßen- und Flußbauamt Bamberg zum Regierungspräsidenten in Ansbach und Regierungsbaurat I. Kl. Iwan Schreyer beim Regierungspräsidenten in Ansbach an das Straßen- und Flußbauamt Bamberg.

In den Ruhestand versetzt: Die Bauamtsdirektoren Friedrich Ratz beim Straßen- und Flußbauamt Speyer und Eugen Zehrer beim Straßen- und Flußbauamt Simbach auf eigenen Antrag.

Ausgeschieden: Regierungsbaurat Dr.-Ing. Heinrich Fuchs beim Straßen- und Flußbauamt Weiden infolge Übernahme in den Geschäftsbereich des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen.

INHALT: Die Aufschweißbleibegeprobe und ihre Eignung zur Prüfung von Baustählen. — Umbau einer Straßenbrücke. (Schluß.) — Die Verwendung von Einlagesteinen im Stampfbeton. — Vermischtes: Technische Hochschule Breslau und Karlsruhe. — Landschaftspflege. — Eigenartiger Abbruch einer Eisenbahnbrücke. — Bücherschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.